

施工時の建物の沈下実測結果および沈下推定に対する現位置試験結果の適用性の検討

玉置克之
土屋勉

§ 1. はじめに

地層が傾斜していたため、砂岩層と砂れき層の2種類の地層に直接支持されることとなった建物において、不同沈下対策として支持層の違いにより建物を2分割して施工する工法を実施した。対策工法の決定に当っては、砂れき層およびその下部に堆積する硬質の砂質粘土層の沈下量を推定するために、ボーリング孔内水平載荷試験、PS 検層、平板載荷試験および標準貫入試験を含む現位置試験と不攪乱試料の圧密および一軸圧縮試験を行なった。また、2分割した建物のうち砂れき層に支持された部分については、施工時に底盤の沈下量、接地圧および基礎梁の応力などの測定を行なって、施工中の基礎の沈下と変形の挙動を把握した。

本論文は、主として上述の現位置試験と不攪乱試料の力学試験から求めた地盤の変形係数と、施工時の接地圧と沈下の実測に基づいた地盤の変形係数との比較により沈下量推定における各種試験結果の適用性について述べたものである。

また、施工時の実測結果として述べた建物の剛性と沈下の関係や、山留め壁と地下壁を一体に施工したときの山留め壁の荷重分担率などは今後の設計に貴重な示唆を与えるものである。

§ 2. 建物と地盤の概要

2.1 建物の概要

建物の規模などは表-1に、平面および断面は図-1および図-2に示したとおりである。

地盤は、洪積層である砂れき層と砂質粘土層および砂岩層から成っているが、砂岩層の上面の深度は図-3に示すように建物の両端部で傾斜している。このため、図-2のように①~④通り部分および⑪~⑫通りの一部は砂れき層に支持される。このように異種の支持層となる

項目	概要
構造	RC造(地下部分, 低層部分)
	SRC造(高層部分)
規模	地下3階, 地上13階, 塔屋2階
建築面積	3,311m ²
延面積	31,955m ²
根切り深さ	GL-10~16m

表-1 建物の概要

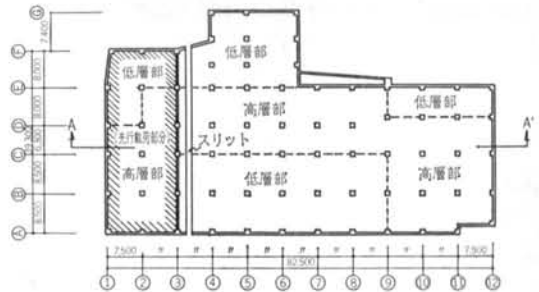


図-1 建物平面図

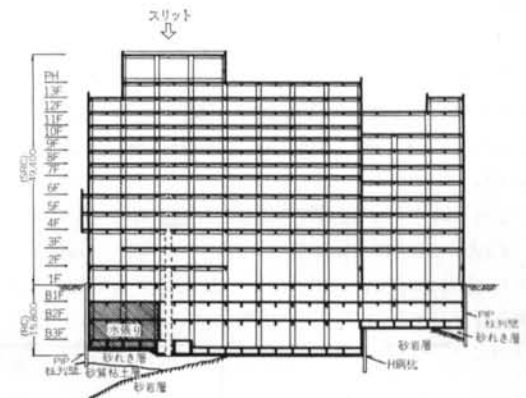


図-2 A-A'断面図

ことに対する不同沈下対策として、①~④通りに関しては建物を2分して施工する工法を実施した。

③通りと④通りの間に設けた幅1mのスリット部において、4階までのRC造部分については底盤を含む梁、

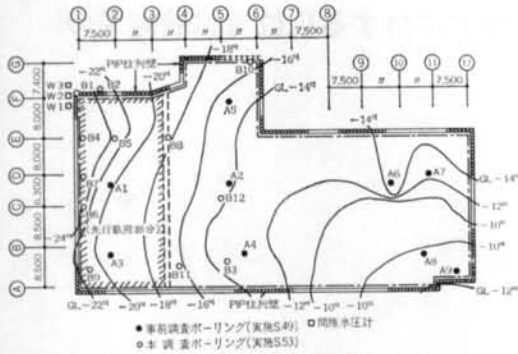


図-3 砂岩層上面深度分布

床および壁を完全に分離し、5階以上のSRC造部分についても同位置に接合部を設け、その部分の接合をルーズにするとともに床や梁などのコンクリートを後打ちとした。

また、スリット部分の接合を早期に行ない施工工程に支障を起さないことと、上層階を一体化して施工する時期を早めることを目的として、図-2に示すように①通りから③通りまでの地下階には水槽を設け、水により建物荷重に相当する荷重を前もって载荷し、沈下を発生させた。

なお、地下掘削のための山留めにはPIP柱列壁が用いられていて、地下外壁は山留め壁と一体に施工された。したがって、①～③通り部分と④～⑫通り部分とは山留め壁によってのみ結合されているが、その他については完全に分離されている。

2.2 地盤の概要

施工時の底盤の沈下や接地圧などに関する計測を行なった①通りから③通り部分の地盤について述べる。

図-4はボーリング調査から推定した①通りの地盤の断面図である。地盤は表層から上部砂れき層(G_{81} 層)、砂質粘土層(C_8 層)、下部砂れき層(G_{82} 層)および砂岩層(S_8 層)に区分される。

これらのうち、施工時の沈下が問題となる G_{82} 層および C_8 層の性状について簡単に述べる。なお、 G_{82} 層および C_8 層においては地盤の変形係数に関する数種類の試験を行なっているが、その結果については§5.に詳述す

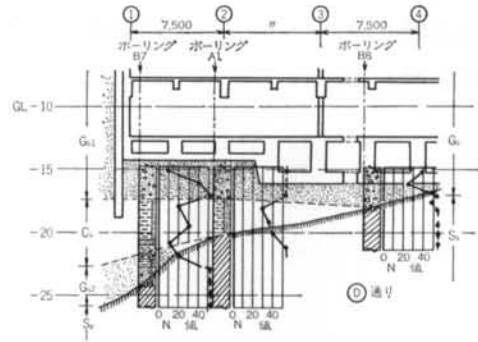


図-4 地盤断面想定(①通り)

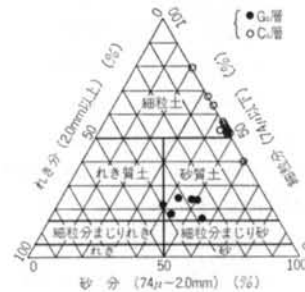


図-5 G_8 および C_8 層の粒度組成

a) 砂れき層(G_8 層)

掘削時の観察によれば、 G_8 層には直径100mm以上のれきが多量に混入しているが、部分的にはれきを含まないところもある。N値は20回～50回以上と分布は広範囲な値になっているが、これは調査地点のれき径やれきの混入率に左右されているためと考えられる。標準貫入試験において、れきにより貫入が不能になったと思われる部分を除いた10cm貫入毎の打撃回数を整理した値の平均が15回であることから、れきに挟まれた砂の部分のN値は45回程度であろうと推定される。図-5は、ボーリングにより採取した粒径25mm程度までのれき分を含む試料の粒度分析結果であり、 G_{81} 層はれき質土または砂質土に分類される。

なお、①通りの砂岩層の上面に分布する G_{82} 層は部分的には砂や粘性土が挟在するが、 G_{81} 層と類似な地層であろうと判断される。

物理試験		一軸圧縮試験		圧密試験	
自然含水比	LL, PL, PI	一軸圧縮強さ	変形係数	圧密降伏応力	除荷または再載荷時の圧縮指数
$w=11 \sim 44\%$	$w_L=28 \sim 51\%$ $w_P=14 \sim 23\%$ $I_P=10 \sim 33\%$	$q_u=2.0 \sim 5.1$ kgf/cm ² ($\bar{q}_u \approx 3.6$ kgf/cm ²)	$E_{30}=140 \sim 335$ kgf/cm ² ($\bar{E}_{30} \approx 260$ kgf/cm ²)	$P_y=10.0 \sim 13.8$ kgf/cm ² ($\bar{P}_y \approx 11.3$ kgf/cm ²)	$C_r=0.015 \sim 0.04$ ($\bar{C}_r \approx 0.02$)

表-2 C_8 層の土質試験結果

b) 砂質粘土層 (C_s層)

N値が10回から40回の硬質な粘性土層である。採取した不攪乱試料の粒度分析結果によれば、細粒分(74μ以下)含有量は40%から80%とかなりばらつきがあり、**図-5**に示すように細粒土または砂質土に分類される。**表-2**には物理試験、一軸圧縮試験および圧密試験結果を示したが、粒度分布やN値と同様に広範囲な値になっている。一軸圧縮強さの平均は3.6 kgf/cm²、圧密降伏応力の平均は11.3 kgf/cm²であり、圧密降伏応力は土被り圧の3~4倍の値となっている。

§ 3. 施工時の計測

2つに分割した建物のうち、砂岩層に直接支持されている部分の沈下は、後述するPS換層の結果から推して砂れき層に支持された部分の沈下に対し相対的に無視できるものと考え、①通りから③通りの部分の砂岩層に直接支持されていない部分についてのみ以下に示す計測を行なった。

a) 層別沈下

G_s層とC_s層の各々の沈下量を測定する目的で、砂岩層とC_s層の上面に2重管式の沈下計を設置した。設置本数は、**図-6**に示したように、④~⑥間と⑩~⑫間の2カ所について合計4本とした。各々の沈下計の設置深度は**図-7**のとおりである。測定は光学レベルにより、最初はB3Fにレベルを据えて行なったが、水張り後はB1Fに盛り替えて行なった。



図-6 諸測定の配置

b) 間隙水圧

敷地周辺の建物ではG_s層の地下水を利用しており、その利用状況により、各地層の間隙水圧が変動していることがボーリング調査時に明らかになった。間隙水圧の地盤の変形への影響も把握する必要があったので、PIP柱列壁の外側の**図-6**に示す位置に間隙水圧計を設置し測定を行なった。間隙水圧計の設置深さは**図-8**に示したとおりである。

c) 底盤の沈下

測定は、砂岩層に先端を支持した2重管式沈下計S4を基準として、光学レベルにより行なった。測定点は**図-6**に示す各々の柱の位置とした。

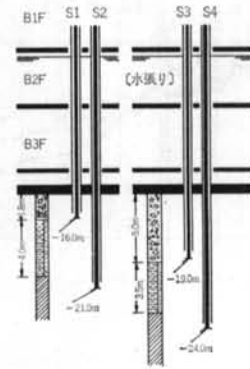


図-7 層別沈下の測定深度

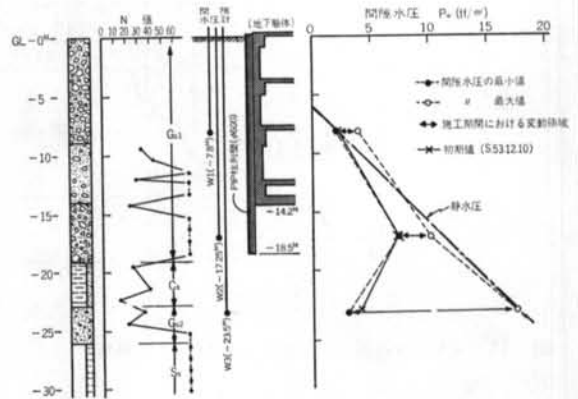


図-8 ボーリング柱状図(B1)と間隙水圧分布

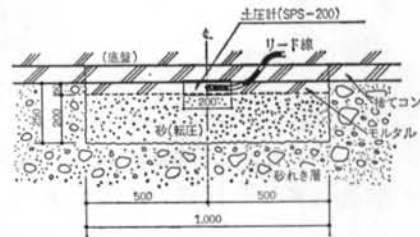


図-9 土圧計の設置状況

d) 接地圧

底盤に作用する接地圧分布を明らかにする目的で、主に①通りと隅角部位置の合計10カ所に差動トランス型の土圧計（自動制御技研製SPS-200）を設置した。図-9はその設置状況を示したものである。

e) 基礎の応力

べた基礎に発生する応力を検討する目的で、基礎梁の



図-10 ひずみ計の設置状況

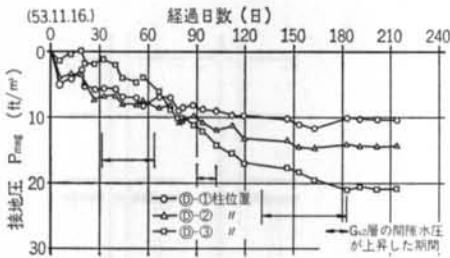


図-12 接地圧 (P_{meg}) の経時変化

上下端部の鉄筋に沿わせて一対の差動トランス型のひずみ計（自動制御技研製 MST 210）を埋め込み、基礎梁のモーメントを計測することを試みた。測定位置は、図-6に示すように基礎梁のスパン中央位置と梁端に近い位置とし、測定数は合計6カ所とした。図-10にひずみ計の設置状況を示した。

§ 4. 施工時の基礎の沈下と変形

4.1 接地圧分布

図-11は、底盤に作用する上載荷重 P_{cal} の推移を実施工程に基づいて求めたものである。 P_{cal} は施工に伴う建物の荷重と水張りの荷重が、スリットで分割された①通りから③通り間の底盤に均等に作用するものとして計算したものである。

P_{cal} は、上部構造の荷重と水張り荷重により増加を続け、約170日経過した時点で約22 tf/m^2 で最大になっている。その後は、水張り荷重の除去と、上部構造の施工による建物荷重の増分とが相殺されてほぼ一定になって

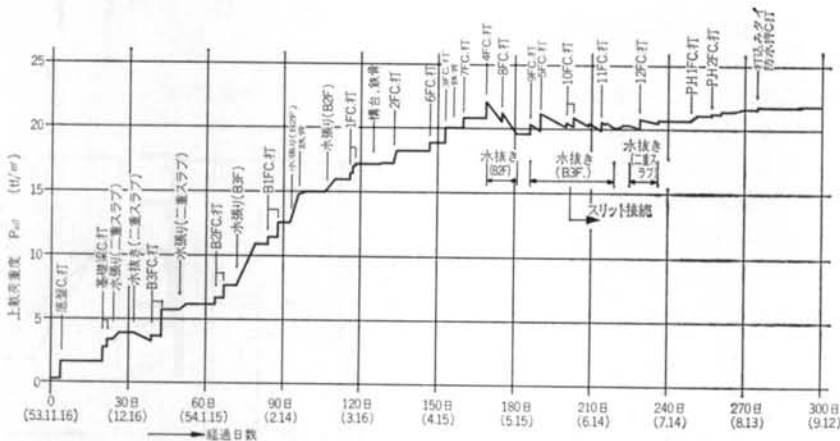


図-11 実施工程に基づく上載荷重 (P_{cal}) の推移

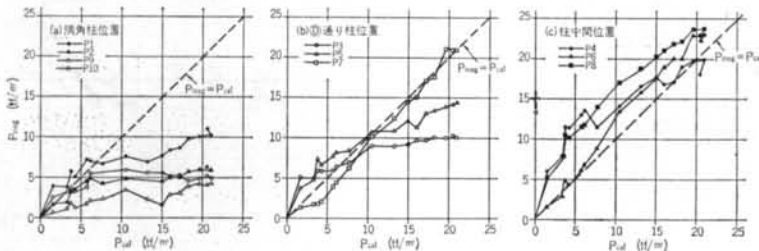


図-13 実施工程に基づく上載荷重 (P_{cal}) と実測接地圧 (P_{meg}) の関係

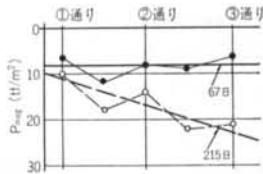


図-14 底盤の接地圧分布(①通り)

いる。最後の計測が行なわれた215日経過時点では、 P_{cat} は約20.5 tf/m²である。

図-12は土圧計により実測した①通りの接地圧 P_{meg} の経時変化である。初期の測定(5日経過時点)では、各測定位置により大きなばらつきが認められるが、その後の60日経過時点までの各柱位置における増加量はほぼ一様になっている。しかし、60日以降には増加量が各柱位置により異なっている。 P_{meg} の増加量は①-①、①-②、①-③の順に大きくなっており、施工段階により接地圧の分布状態は変化している。

図-13は P_{meg} と P_{cat} の関係である。建物の隅角部や山留めに近い部分の $P_{meg} \sim P_{cat}$ 曲線はいずれも P_{cat} が 7 tf/m² 前後に折点があり、 P_{cat} に比べて P_{meg} は除々に小さくなっている。しかし、山留めから離れた部分では曲線の勾配は終始変化しない傾向がある。

図-14は①通りおよびその近傍の土圧計について、 $P_{cat} \approx 7$ tf/m² である67日経過時の P_{meg} の分布と、最終時である215日経過時の P_{meg} の分布とを示したものである。

67日時点は①から③通りの両端部で少し小さい傾向はあるがほぼ等しいのに対して、215日時点では山留めに近い①通りほど小さく、値は③通りの約1/2になっている。また、その他の隅角部や④や⑥通りの山留め近傍の土圧値も215日時点では5~10 tf/m² であり、①-③柱の位置の土圧値の1/4~1/2になっている。

上記の接地圧分布の変化は、底盤やB3Fを施工した初期の時点では建物の剛性が低いため荷重がたわみ性の荷重として均等に作用していたが、その後の施工による建物の剛性の増加および地下躯体と山留め壁の一体化の進展により、建物荷重が沈下に対する剛性の高い山留め壁に伝達される割合が高くなったためと考えられる。 P_{cat} が7 tf/m²のときとB2Fコンクリート打設時とは一致しており、B2F壁の施工が上述の現象に特に大きな影響を与えたものと考えられる。

4.2 基礎の沈下と変形

図-15は、①通りの底盤沈下量の経時変化である。図中の60~90日の間に沈下が増大しているのは、図-11に示した P_{cat} が水張り荷重により急増している期間に

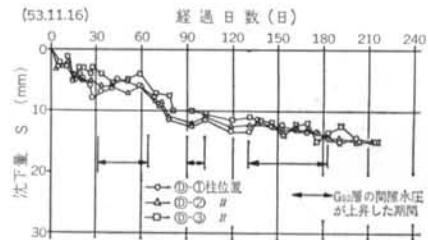


図-15 底盤沈下量の経時変化

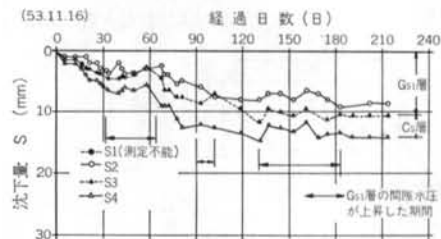


図-16 層別沈下量の経時変化

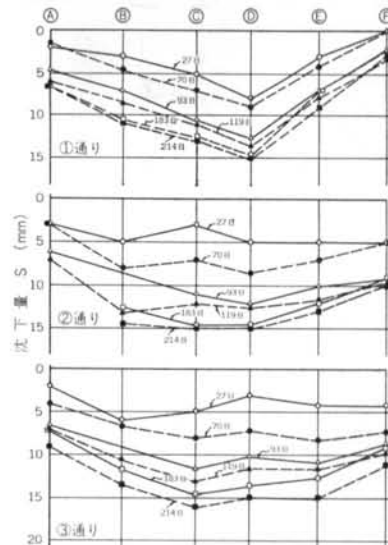
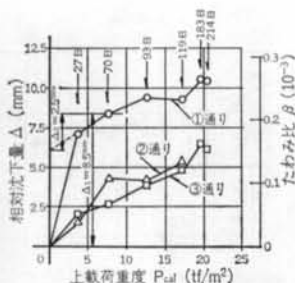
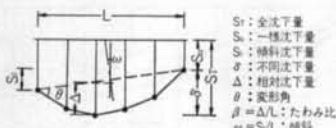


図-17 各時点における底盤沈下量の分布

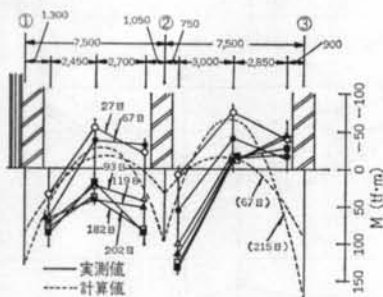
一致している。また、30~60日と90~100日の間に P_{cat} が増加しているのにもかかわらず沈下が停滞または減少しているのは、山留め壁の外部に設置した間隙水圧が、図-8に変動量を示したように、急激に増大した時期に一致している。水圧の増大は、隣接のビルに設置した井戸において継続して行っていた揚水を停止したためによるものである。山留め壁の内部は底盤下の揚水を継続して行なっていて、 G_{s1} に示す層の水圧変動が微小であると考えられるにもかかわらず、図-16に示す層別沈下計による地盤のリバウンドが G_{s1} 層にのみ生じているのは、間隙水圧の上昇により周辺地盤に生じたリバウンドが山留め壁を介して建物に伝達されたためであろう



図一18 上載荷重と相対沈下量およびたわみ比の関係



図一19 建物動態量の定義



図一20 基礎梁のモーメント分布(①通り)

と考えられる。

図一17は、①から③通りの底盤の沈下量分布を施工段階ごとに示したものである。沈下量は、④および⑤通りで小さく中央部で大きい、下に凸な変形を生じている。また、図一18は相対沈下量 Δ およびたわみ比 β の経時変化である。ここでいう Δ や β は図一19に定義したものである。

Δ は、 P_{cat} の小さい階段では大きな増加量を示すが、 P_{cat} がある程度大きくなった27~70日経過時点のそれらの増加量は徐々に小さくなっている。これは施工段階が進んで建物の剛性が増加し、変形に対する建物の抵抗が増加したためである。27~70日経過時は基礎梁、B3FおよびB2Fが施工された時期であり、地下躯体の剛性が建物の変形に大きな影響を与えたことを示している。このような建物の剛性と変形の関係を考慮すると、相対沈下量や部材に発生する応力を精度よく求めるには、施工段階ごとに変化する建物の剛性を評価した検討が必要である。例えば、図一18における①通りに関してみると、70日経過時点までの実測値 Δ_1 は約8.5mmであるのに対し、仮に27日~70日経過時における平均的な建物の剛性を計算上考慮した場合の相対変形量 Δ_2 は、図一18に示し

たように約2.5mmと推定され、実際の相対沈下量 Δ_1 とは大きな差を生ずることになる。

図一20は、基礎梁の上下端鉄筋に取付けた一对のひずみ計から求めた①通り基礎梁の曲げモーメント分布である。曲げモーメントの算出は基礎梁全断面を有効とし、コンクリートのヤング率を $2.1 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ 、鉄筋とコンクリートのヤング係数比を10と仮定して行なった。

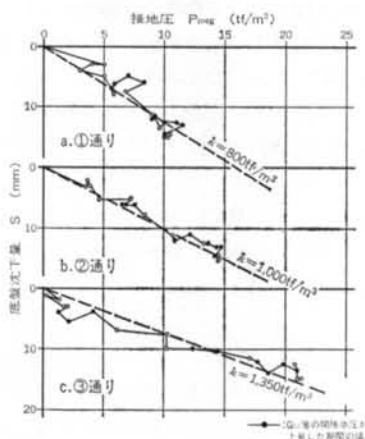
日数が経過するにしたがい、基礎梁中央や梁端の値は下縁が引張側に増加する傾向がある。これは図一17のレベルによる沈下測定では明確でないが、下に凸な相対沈下が①から③通り間に生じていることを示している。

また、図中には一例として、①通りと③通りを固定状態とした連続梁に図一14の実測の接地圧を作用させたときの曲げモーメントを記入したが実測値とはかなりの差があり、実測値では特に③通りの固定度が低くなっていることを示している。

§ 5. 沈下推定における現位置試験結果などの適用性

5.1 実測による地盤の変形係数

図一21は、実測による接地圧 P_{meq} と実測による底盤沈下量 S の関係の一例である。施工途中における間隙水圧の変動により部分的には複雑に変化しているが、いずれも全体としては1本の直線で表わせる。このことは、施工中の地盤の変形が一定な弾性定数のもとに生じたと考えてよいことを表している。したがって、ここでは最終測定時の底盤の沈下量と接地圧とから、地盤の変形係数 E_s を求めた。なお、 E_s の算出においては G_s 層のポアソン比は0.3、 C_s 層のポアソン比は0.4と一定値であり



図一21 実測による接地圧と底盤沈下量の関係(①通り)

		接地圧 P_{avg}	層厚 H	実測沈下量 S	地盤の変形係数 E_s
Case-1	G_s 層	16tf/m ²	5.0m	10.5mm	560 kgf/cm ²
	C_s 層	16	3.5	3.5	760
Case-2	G_s 層	17	3.4	8.2	530
	C_s 層	17	3.9	4.5	690

表-3 実測による地盤の変形係数

地盤の沈下はいずれも1次元的な圧縮により生ずるものと仮定した。

上述の仮定に基づいて求めた地盤の変形係数 E_s を表-3に示した。表中のCase-1は層別沈下計(S3, S4)の測定結果に基づいた場合である。一方、Case-2は①から③通りの全体の平均沈下量および平均の地層厚さと、図-14の実測接地圧の平均値とから求めた場合である。なお、Case-2の場合の G_s 層と C_s 層の沈下量は、層別沈下計による各々の地層の単位厚さ当りの圧縮量に比例させて求めた値である。実測による G_s 層の E_s は 560 kgf/cm² および 530 kgf/cm² であり、 C_s 層の E_s は 760 kgf/cm² および 690 kgf/cm² であり、Case-1の方がCase-2よりやや大きい、その差はいずれも10%以内であり、よく一致している。

5.2 現位置試験および不攪乱試料の力学試験による地盤の変形係数

本工事では、不同沈下対策実施に先だてて地盤の変形係数に関する入念な調査を実施した。本調査ボーリング時には、孔内水平載荷試験、PS検層および不攪乱試料の力学試験を、根切り時には G_{s1} 層において平板載荷試験を行なった。

C_s 層の不攪乱試料については一軸圧縮試験および圧

試験方法 地層	標準貫入試験	孔内水平載荷試験	平板載荷試験*	PS検層**
砂れき層 (G_s)	880 kgf/cm ² (N=45)	270 kgf/cm ²	$E_{s1}=400$ kgf/cm ² $E_{s2}=610$ kgf/cm ²	1740 kgf/cm ² ($V_s=320$ m/sec $V_p=1200$ m/sec)
砂質粘土層 (C_s)	—	660 kgf/cm ²	—	—
砂岩層 (S_s)	—	—	—	9600 kgf/cm ² ($V_s=700$ m/sec $V_p=2600$ m/sec)

* E_{s1} : 初期載荷時の変形係数

E_{s2} : 再載荷時の変形係数

**PS検層による変形係数は試験値を30%に低減した値である

表-4 現位置試験による地盤の変形係数

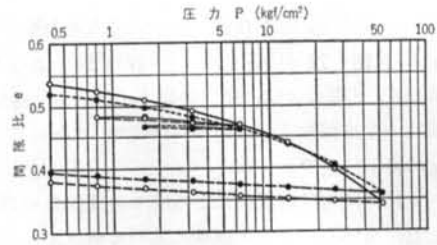


図-22 圧密試験結果 (C_s 層)

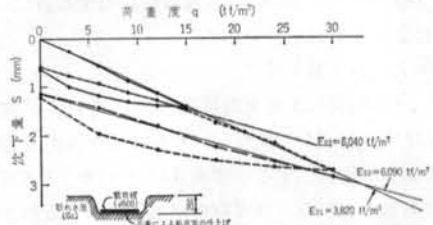


図-23 荷重～沈下曲線 (G_s 層における平板載荷試験結果)

密試験を行なったが、それらの結果は表-2に示したとおりである。図-22は圧密試験結果の一例である。試験の途中に繰り返し載荷を行ない、そのときの圧縮指数 C_r を求めた。 C_r は 0.015~0.04 の範囲の値であり、平均値は 0.02 であった。

図-23は、根切り時に地表から約10mの深度の G_{s1} 層で行なった平板載荷試験結果であり、2度行なった試験の一方の結果である。 G_{s1} 層には直径10cmあるいはそれ以上の大きさのれきを含むことから、載荷板は通常のものより大きい直径50cmの円型載荷板を用いた。載荷板は図-23に示すように約25cm埋め込んだ状態で設置したが、この方が側方の拘束条件が現実に近いものと判断したためである。1荷重段階における載荷時間は処女荷重時30分、除荷および再載荷時は5分とした。

得られた荷重～沈下曲線に基づき、地盤を半無限弾性

体、地盤のポアソン比を0.3と仮定して求めた地盤の変形係数 E_s を図-23中に示した。2回の試験による E_s はほぼ等しく、初期載荷時の変形係数 E_{s1} は約 400 kgf/cm^2 、再載荷時の変形係数 E_{s2} は約 600 kgf/cm^2 であって、 E_{s2} は E_{s1} の約1.5倍であった。

表-4には、現位置試験による各々の地盤の変形係数を示した。なお、標準貫入試験に基づく値は、 G_{s1} 層のN値を2.2に述べたれきの影響を除いて求めた45回に仮定し、D.J. D'Appoloniaの密な砂層に対する算定式(式(1))¹⁾によって求めた値である。

$$E = 102(N + 41) \quad (\text{tf/m}^2) \quad \dots\dots(1)$$

また、PS 検層による変形係数については、試験時におけるひずみ ($\gamma < 1 \times 10^{-3}$, γ : せん断ひずみ) と建物の荷重により地盤に生ずるひずみ ($\gamma \approx 1 \times 10^{-3}$ と仮定) に違いのあることから、ひずみの増加に伴う変形係数の低減を行なった。低減はH.B. Seedによる実験結果¹⁾に基づき、PS 検層による値の30%とした。

5.3 現位置試験結果などの適用性

図-24は、実測による E_s と各種の調査による E_s とを比較したものである。なお、圧密試験による E_s は表-2の C_r を実際の応力条件に基づいて換算した値である。

G_s 層の実測による E_s は平板載荷試験による再載荷時の E_s より約10%小さく、初期載荷時の E_s より約20%大きく、平板載荷試験結果に最も近い。一方、標準貫入試験による E_s は、実測値に比べて60~70%ほど大きく、孔内水平載荷試験による E_s は逆に実測値の約50%とかなり小さい値になっている。このように、標準貫入試験と孔内水平載荷試験の適用性が低かったのは、試験装置の大きさに比べて地盤に含まれたれきの大きさが相対的に大きく、試験の適用できる地盤の範囲を超えていたことが大きな要因であろうと思われる。なお、平板載荷試験の E_s が実測値に等しく適用性が高いことは、筆者等が密な砂層で実施した結果²⁾ と全く等しい結果であり、双方の結果から砂質土に対して平板載荷試験は有効であろうと判断される。

また、PS 検層値を30%に低減した E_s が実測値の約3倍となった。これは、従来の砂質土層や硬質粘土層などでの実測においてPS 検層値の1/2から1/3の値と概略一致したこと²⁾³⁾とは大きく異なる結果となった。

つぎに C_s 層に関して述べる。孔内水平載荷試験による E_s は実測による Case-1 と Case-2 の平均値に対して10%程度小さいが、実測値に最もよく一致している。これは、硬質粘性土層に対する植下等の実測結果⁴⁾ と等しく、硬質な粘性土に対しては孔内水平載荷試験の適用性

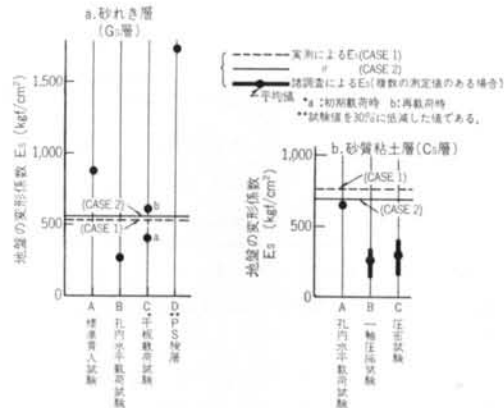


図-24 実測による E_s と各種調査による E_s の比較
が高いものと判断される。

一方、不攪乱試料の試験結果はいずれの場合も実測による E_s の1/2以下である。不攪乱試料による E_s がこのように実測値と大きく異なった1つの要因には、§ 2. に述べたように C_s 層がかなり不均質であり、試料採取時や成型時に乱れを生じ易かったことが考えられる。また、土丹の三軸圧縮試験における変形係数が拘束圧依存性のある⁵⁾ ことと図-24の結果を考えあわせると、一軸圧縮試験結果は実際にも小さ目の値を予想するものであり、拘束圧の影響は無視できないものと思われる。圧密試験については、試料作成時に圧密リングと供試体間に生ずる微小な間隙が、今回のような微小ひずみ時の変形係数を求める場合の誤差の原因になっていることが考えられる。

§ 6. 結論

施工時の接地圧と沈下量の実測に基づいた地盤の変形係数 E_s と、現位置試験と不攪乱試料の力学試験による E_s の比較から、砂れき層と硬質の砂質粘土層の E_s の推定に対する各種の調査結果の適用性に関して下記の結果を得た。

(a)砂れき層に対しては平板載荷試験の再載荷の E_s 、砂質粘土層に対しては孔内水平載荷試験の E_s の適用性が高い。いずれも実測による E_s との差は約10%であった。

(b)砂れき層における実測による E_s に対して、標準貫入試験の E_s は1.5倍、孔内水平載荷試験の E_s は約50%、PS 検層による E_s は約10倍であり、いずれも実測による E_s とは大きな差があった。また、砂質粘土層における一軸圧縮試験と圧密試験による E_s はいずれも実

測による E_s の 50% 以下の値であり、適用性は低かった。

また、以下に本実測による接地圧の分布性状や、相対沈下量の経時変化から得た今後の設計に関わる主な知見を併せて示す。

(c) 施工の進展に伴う建物の剛性の増加により、基礎に生ずる相対沈下量は明瞭な減少を示した。相対沈下量の算定における剛性の採り方によっては実際とは数倍もの差を生ずる可能性があり、正しく相対沈下量を算出するには施工段階毎に剛性の違いを考慮した計算が必要である。

(d) 山留めと地下壁体とを一体化して施工したとき、山留め壁はかなりの建物荷重を支持し、結果として山留め壁に近くなるほど接地圧は減少する。本実測では、山留

め壁近傍の接地圧は中央部の 50% 以下であった。また、山留めの支持した荷重は全体の約 20% であった。

§ 7. おわりに

今回の実測は地盤が極端に傾斜していて、地盤の変形係数を検討するにはかなり難しい条件のもとで行なったものであった。しかし、観光企画設計社仙波勝利氏をはじめとする関係者の皆様の絶大なご支援をいただき綿密な測定が可能になったこと、また施工を担当した清水建設株式会社早川茂次氏および安田栄氏の計測に対する多大なご協力を得たことにより成功いたしました。ここに改めて感謝いたします。

<参考文献>

- 1) 日本建築学会：“建築基礎構造設計規準・同解説” (1974)
- 2) 玉置・宮本：“密な砂層の変形量推定における諸測定結果の適用性に関して” 第15回土質工学研究発表会梗概集 (1980. 10)
- 3) 笹尾・持田：“東京礫層に支持された超高層建築の沈下性状” 第12回土質工学研究発表会梗概集 (1977. 10)
- 4) 植下他：“地盤の挙動観測における建設基礎の合理化の例” 土質工学会論文報告集 Vol. 13, No. 3 (1973. 9)
- 5) 社本・森：“Ramberg-Osgood モデルの硬質粘性土およびシルトへの適用性” 第15回土質工学研究発表会梗概集 (1980. 10)

